



强夯扰动下碎石土边坡的动力响应及细观机制

马耀宇¹, 谢强^{2a,2b,2c}, 薛孝强^{2a}, 许永平¹, 苏豪¹

(1. 国网重庆市电力公司建设分公司, 重庆 401120; 2. 重庆大学 a. 土木工程学院; b. 山区土木工程安全与韧性全国重点实验室; c. 库区环境地质灾害防治国家地方联合工程研究中心(重庆), 重庆 400045)

摘要:强夯法因能高效处理深厚地基,被广泛用于山区填方地基处理。而山区填方地基易形成填方边坡,且填土多为颗粒分布不均的碎石土,强夯动力荷载易诱发边坡滑塌,威胁施工安全,因此,亟须明确其动力响应规律与破坏机理。针对上述问题,采用现场检测-三维扫描-离散元模拟协同研究:通过现场检测获取强夯动力响应数据,结合三维扫描构建碎石外形,基于离散元方法(DEM)构建PFC3D数值模型;考虑到碎石颗粒形状对地基边坡响应的影响,引入形状修正因子 η 优化颗粒破碎强度准则,建立耦合颗粒破碎机制的强夯扰动模型。研究揭示了强夯区与边坡区的宏细观动力响应规律:强夯区浅层土体因颗粒挤压密实,孔隙率降低,边坡则呈现渐进式破坏,坡角从45°衰减至20°,坡顶位移场同步经历3阶段形态转变;坡顶因拉伸变形孔隙率增大,坡脚因挤压作用孔隙率降低;能量分析进一步揭示本质,颗粒受冲击时先经历“挤压密实”阶段,后进入“滑移错动”阶段,两阶段共同驱动边坡破坏。

关键词:强夯;碎石土边坡;动力响应;破坏模式

中图分类号:TU472.3 **文献标志码:**A **文章编号:**2096-6717(XXXX)XX-0001-13

Dynamic response and meso-mechanism of gravel soil slope under dynamic compaction disturbance

MA Yaoyu¹, XIE Qiang^{2a,2b,2c}, XUE Xiaoqiang^{2a}, XU Yongping¹, SU Hao¹

(1. State Grid Chongqing Electric Power Company Construction Branch, Chongqing 401120, P. R. China;
2a. School of Civil Engineering; 2b. State Key Laboratory of Safety and Resilience of Civil Engineering in Mountain Area; 2c. National Joint Engineering Research Center of Geohazards Prevention Areas (Chongqing), Chongqing University, Chongqing 400045, P. R. China)

Abstract: With the advancement of major projects into mountainous areas, the dynamic compaction method has been widely applied in the treatment of filled foundations in such regions due to its high efficiency in handling deep and thick foundations. However, filled slopes are prone to form in mountainous filled foundations, and the fill material is mostly gravel soil with uneven particle distribution. The dynamic load from dynamic compaction can easily induce slope collapse, posing a threat to construction safety. Therefore, it is urgent to clarify the laws

收稿日期:2025-07-30

基金项目:国网重庆市电力公司科技项目(SGTYHT/24-JS-001)

作者简介:马耀宇(1976-),男,高级工程师,主要从事输变电工程建设技术研究,E-mail:373332401@qq.com。

谢强(通信作者),男,博士,教授,E-mail:xieqiang2000@163.com。

Received: 2025-07-30

Foundation item: State Grid Chongqing Electric Power Company Technology Project (NO. SGTYHT/24-JS-001)

Author brief: MA Yaoyu (1976-), senior engineer, main research interests: power transmission and transformation engineering construction technology, E-mail: 373332401@qq.com.

XIE Qiang (corresponding author), professor, doctoral supervisor, E-mail: xieqiang2000@163.com.

governing its dynamic response and failure mechanism. To address the above issues, this study adopts a collaborative research approach combining on-site testing, 3D scanning, and discrete element simulation. Specifically, dynamic response data of dynamic compaction were obtained through on-site testing; the shape of gravel particles was reconstructed using 3D scanning; and a PFC^{3D} numerical model was established based on the discrete element method (DEM). Considering the influence of gravel particle shape on the response of foundation slopes, a shape correction factor (η) was introduced to optimize the particle breakage strength criterion, and finally, a dynamic compaction disturbance model coupled with the particle breakage mechanism was developed. The research reveals the macro-meso dynamic response laws of both the dynamic compaction area and the slope area. In the shallow layer of the dynamic compaction area, the soil porosity decreases due to particle compaction by extrusion. In contrast, the slope exhibits progressive failure: the slope angle decreases from 45° to 20°, and the displacement field at the slope top undergoes a synchronous three-stage morphological transformation. The porosity at the slope top increases due to tensile deformation, while that at the slope toe decreases due to extrusion. Energy analysis further reveals the underlying mechanism: when particles are subjected to impact, they first undergo a "compaction by extrusion" stage, followed by a "sliding and dislocation" stage. These two stages collectively drive the slope failure.

Keywords: dynamic compaction; gravel soil slope; dynamic response; failure mode

随着新基建加速推进与能源结构转型深化,重大工程项目逐渐向山区迁移,建设过程中越来越多地涉及回填区强夯、边坡支护等工程问题。作为一种高效且经济的地基处理技术,强夯法已被广泛应用于建筑工程和道路工程领域^[1]。其作用原理基于重锤自由落体运动产生的冲击能,通过应力波向地基深部传递能量,促使土体颗粒重组密实,从而显著提升地基承载性能^[2]。然而,强夯动力荷载产生的振动波会对周围边坡产生扰动,对边坡的稳定与安全造成严重威胁。

目前,强夯对周围边坡或建筑结构的扰动影响没有对应的标准和规范,国内一般参考《爆破安全规程》(GB 6722—2014)^[3]指导现场施工。但爆破产生的振动波与强夯产生的振动波存在一定的差异,且规范中对于保护对象类别的划分仍不够详细,对强夯扰动下边坡的振动响应缺乏量化参考,因此,学者围绕该问题进行了大量研究。刘汉龙等^[4]针对钱家欢等^[5]加卸载弹性模型的不足,提出了一种计算强夯作用下接触应力与土体竖向位移的简化方法。基于该方法,徐剑佩等^[6]利用有限元数值模拟,对强夯作用下边坡动力响应进行研究,并进行了模型试验,从位移角度分析发现,坡顶夯击主要影响坡顶安全性,而对坡脚的影响较小。Pourjenabi等^[7]利用ABAQUS软件对强夯作用下的砂土地基进行了三维有限元模拟,从振动波的峰值速度和加速度确定其对相邻结构的影响,从而划定安全距离。为进一步研究强夯对黄土边坡的影响,吴丙权等^[8]基于现场测试,推导出不同高程及距离质点的振动加速度解析解,并采用圆弧条分法对强夯作用下的边

坡安全系数进行了推导计算。仇志龙等^[9]基于室内击实试验和现场强夯检测,探讨了土石比对高填方地基强夯加固效果的影响。土体非均质性还会显著改变振动传播路径与衰减特性,但当前相关研究多聚焦于均质场地或单一施工工序^[10-14],缺乏针对碎石土离散介质中波动特性的系统分析。

对于强夯作用下的碎石土边坡,有限元方法难以表征离散的土-石混合填料,进而在揭示细观力学行为和研究大变形方面存在局限。离散元方法(DEM)虽适用,但既有研究多采用球形或简化簇颗粒模型,未能充分考虑真实碎石颗粒的复杂几何形态及其对破碎强度的影响。笔者对此进行改进:首先,采用三维扫描技术重构碎石真实外形,并引入刚性块单元进行高效表征,突破了传统形状模拟的局限;其次,在McDowell的颗粒强度模型中引入了形状修正因子,优化了破碎准则。在此基础上,结合现场检测数据构建并验证了耦合颗粒破碎机制的强夯扰动模型,系统探讨了碎石土边坡在强夯作用下的宏-细观响应与能量演化特征。

1 考虑形状修正的颗粒破碎表征方法

1.1 颗粒破碎的极限强度

目前,颗粒破碎强度的理论计算大多基于Weibull分布,McDowell等^[15]通过理论分析得到残存概率的表达式为

$$P_s(\sigma|V) = \exp \left[- \left(\frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^m \right] \quad (1)$$

式中: $P_s(\sigma|V)$ 为体积为 V 的颗粒在应力 σ 作用下的残存概率; σ_0 对应于残存概率 $P_s=37\%$ 的特征应

力; m 是 Weibull 模量,反映了材料强度的离散性。

基于上述残存概率表达式,McDowell^[16]进一步提出了一种计算模型,即针对直径为 d 的球体的极限强度 σ_{lim} 的计算公式

$$\sigma_{\text{lim}} = \sigma_{\text{lim},0} \cdot \left(\frac{d}{d_0} \right)^{-\frac{3}{m}} \quad (2)$$

式中: $\sigma_{\text{lim},0}$ 是粒径尺寸为 d_0 时的颗粒破碎特征强度。 m 为 Weibull 模量。 m 越大,强度数据的离散性越小,材料的可靠性越高。但 Weibull 模量目前暂无统一的取值或理论公式计算,大多是通过室内试验测定数据后再进行拟合。

碎石填料取自重庆地区,以开挖的砂岩、泥岩基岩为主,最大粒径不超过 300 mm 且需二次破碎。而孟敏强等^[17]、Meng 等^[18]、Xiao 等^[19]以重庆地区开挖获取的砂岩及泥岩颗粒为研究对象,通过单颗粒破碎试验系统分析不同颗粒粒径对破碎特性的影响,虽测试粒径区间小于本研究,但核心研究对象及试验条件相似。因此,基于 Nakata 等^[20]提出的残存概率计算方法,参考孟敏强等^[17]、Meng 等^[18]、Xiao 等^[19]的相关研究数据,对天然含水量下 Weibull 模量近似取值,最终确定砂岩颗粒和泥岩颗粒的 Weibull 模量取值分别为 3.8 和 3.4。基于 McDowell^[16]的计算公式(2),根据颗粒破碎特征强度 $\sigma_{\text{lim},0}$ 和 Weibull 模量 m 对 Xiao 等^[19]的数据进行计算验证,并且对大粒径的颗粒破碎强度进行近似计算,每组分别取 3 个特征强度值(特征值 1~3),计算结果如图 1。

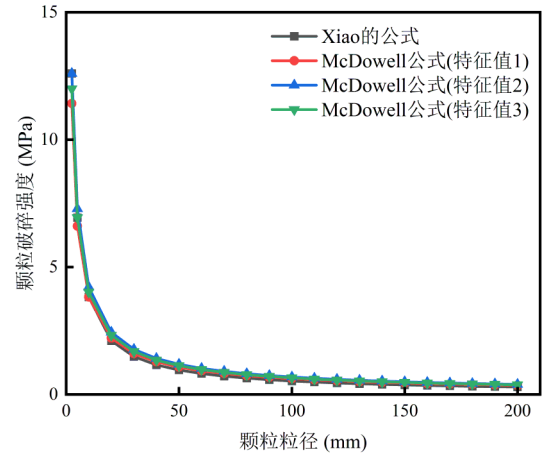
相关研究^[21-22]表明,不规则试件在受到一对集中载荷作用时,其破坏本质上是一种拉伸断裂。但不规则石颗粒可能因形状不同,导致不同方向的破坏强度不同,图 1 仅为等效粒径为 d 的球体的破碎强度。有研究表明^[23],颗粒强度与伸长率、平坦度、纵横比有关。因此,实际强度可能因形状(棱角、扁平度等)进一步降低,需引入形状修正因子 η ,可得最终颗粒破碎强度 σ_{f} 。

$$\sigma_{\text{f}} \approx \eta \sigma_{\text{lim}} = \eta \sigma_{\text{lim},0} \left(\frac{d}{d_0} \right)^{-\frac{3}{m}} \quad (3)$$

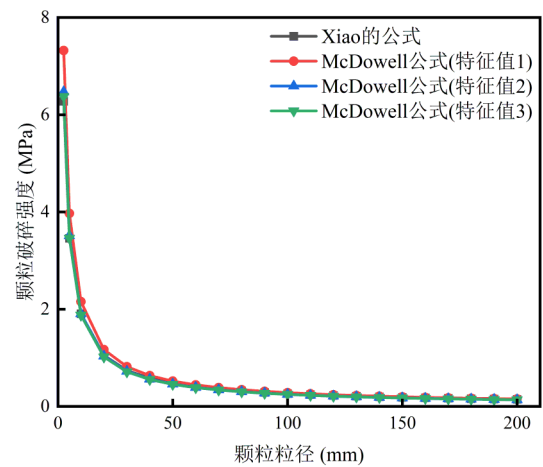
式中: η 为形状修正因子,主要依据纵横比 R_A 进行取值, R_A 为碎石的长轴与短轴之比。

1.2 颗粒破碎的强度判据

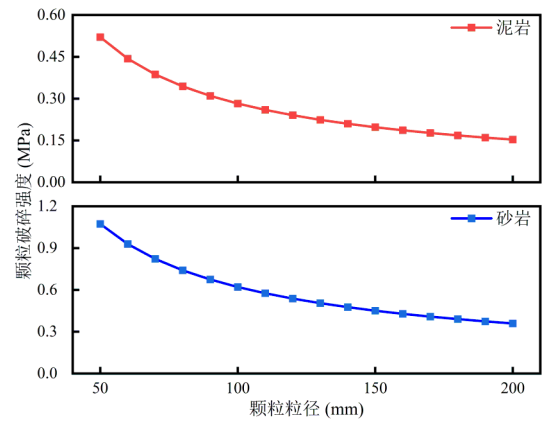
颗粒破碎以强度作为判据,常见的强度准则有八面体剪应力破碎准则、平均主应力破碎准则、最大主应力破碎准则和最大接触力破碎准则^[24]。采用 de Bono 等^[25]使用的八面体剪应力准则,即颗粒的破碎是通过比较八面体剪应力 τ_{oct} 和颗粒破碎强度 σ_{f} 来判断。八面体剪应力的计算公式为



(a) 基于 Xiao 等^[19]的砂岩颗粒计算结果



(b) 基于 Xiao 等^[19]研究的泥岩颗粒计算结果



(c) 本研究的砂岩颗粒、泥岩颗粒计算取值

图 1 不同粒径砂岩、泥岩颗粒破碎强度的拟合计算

Fig. 1 Fitting and calculation of particle breakage strength of sandstone and mudstone with different particle sizes

$$\tau_{\text{oct}} = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \quad (4)$$

式中: σ_1 、 σ_2 、 σ_3 分别为大主应力、中间主应力、小主应力。

主应力是应力张量的特征值,可以通过求解应力张量的特征方程获得。应力张量是对称的 3×3 矩阵,表示颗粒在三维空间中的应力状态。应力张

量的分量包括正应力(σ_{xx} 、 σ_{yy} 、 σ_{zz})和剪应力(σ_{xy} 、 σ_{xz} 、 σ_{yz}),可以通过颗粒所受的接触力和接触点的位置来计算。

1.3 颗粒破碎后碎片分布

当八面体剪应力大于或等于颗粒的强度时,即 $\tau_{oct} \geq \sigma_f$ 时,颗粒会发生破碎,通过将破碎颗粒替换为新的小碎片来实现破碎效果。新碎片的总体积与原始颗粒的体积相等,满足质量守恒定律。虽然实际破碎后的碎片并非完美的球形,但根据 Bowman 等^[26]通过傅里叶分析表明,实验室级别的石英砂在破碎后,颗粒的长宽比和形状变化在统计上不显著,因此,颗粒破碎后的碎片可以采用球体颗粒表示。

另外,在数值计算过程中,还需要综合考虑子颗粒的数量、空间布局以及计算效率等多个因素,并且尽量减小子颗粒之间的初始应力。选择阿波罗填充法作为空间子颗粒的分布方式。其在三维空间中的极限分维数取为 2.47 时,与岩土材料在达到破碎时级配的极限分维数相近,更接近于真实情况,且对计算机性能要求较低^[27]。据 Ciantia 等^[28]的结论,分裂成 14 球的切球配置可以充分代表颗粒碎片的宏观力学行为。因此,基于 Ciantia 等^[28-29]的研究,以及 Einav^[30]提出的极限分布公式(5),进行破碎后颗粒粒径及分布的模拟。

$$\frac{M_{(L<d)}}{M_T} = \frac{d^{3-\omega} - d_{min}^{3-\omega}}{d_{max}^{3-\omega} - d_{min}^{3-\omega}} \quad (5)$$

式中: M_T 是总质量, $M_{(L<d)}$ 是粒径小于 d 的颗粒质量, ω 是分形维数, d_{max} 和 d_{min} 分别是极限分布的最大和最小粒径。 d_{min} 由破碎事件中创建的最小颗粒给出,用于为每次破碎中损失的体积分配粒径分布。

如图 2,碎片粒径呈现多峰分布模式,根据碎片粒径与原始粒径的粒径比划分,共包含 4 个典型尺寸等级。其中,一级碎片(粒径比 0.46)为原颗粒体积的约 30%,体现破碎后仍保留较大母体残余;二级(粒径比 0.37)、三级(粒径比 0.26)及四级(粒径比 0.22)碎片尺寸逐级递减,符合脆性材料破碎过程中能量耗散导致的渐进碎裂规律。碎片空间坐标由方向角及预设偏移向量共同确定,形成三维空间中的准对称分布构型。新碎片的轴线沿着原始颗粒的最小主应力方向排列,以模拟颗粒在实际受力过程中沿着应力最小的方向断裂的现象。为保证计算效率,假定新生成的碎片不会继续破碎。

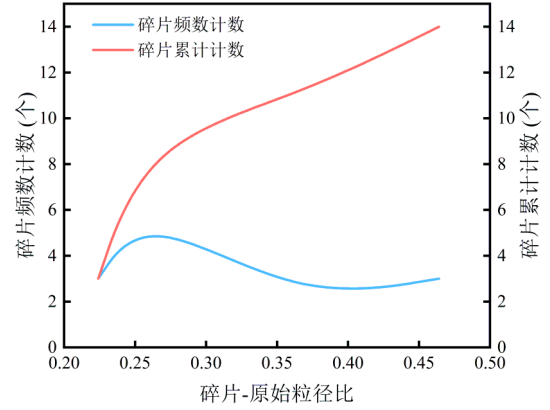


图 2 碎片粒径分布频数

Fig. 2 Fragment size distribution frequency

2 数值模型建立

2.1 碎石性状表征

碎石在西南地区某换流站高填方边坡工程现场取样。从现场随机选取 4 种具有代表性的碎石颗粒外形,并利用白光物体三维扫描仪和 Rhino 软件,重建了 4 种块石颗粒的三维结构形态,见图 3、图 4。三维扫描仪能有效重现块石颗粒的三维外观形态,对于部分块石扫描后的壳体未能完全闭合的情况,通过 Rhino 软件检查并修补破面,最终形成实体模型。将修复完成的块石外形文件通过“geometry import”命令导入到 PFC3D 软件中,便于后续块石颗粒的成样。

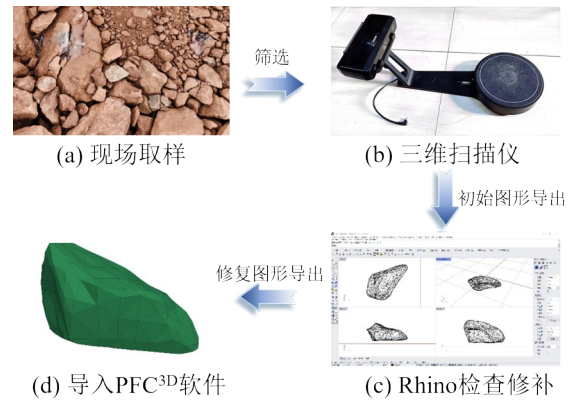


图 3 碎石三维图像提取与导入流程

Fig. 3 The extraction and import process of three-dimensional image of crushed stone

在 PFC 软件中,纵横比 R_A 被定义为块体的最贴拟合对象对齐包围盒的最长维度与最短维度的比值,即长轴与短轴之比,使用的 4 种形状的岩石纵横比见表 1。参考胡沈江等^[23]、Meng 等^[31]的结论,近似对方块状岩石取 $\eta=0.90$,对锥状岩石取 $\eta=0.85$,对条状、扁平状岩石取 $\eta=0.80$ 。

在颗粒离散元计算过程中,对于具有复杂外形的石颗粒,为准确描述其多面体形状、凹凸特征和

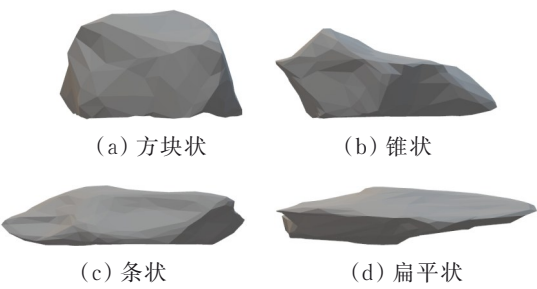


图 4 四种典型块石三维扫描结果

Fig. 4 Three-dimensional scanning results of four typical stones

表 1 石颗粒纵横比及形状修正因子取值

Table 1 Values of aspect ratio and shape correction factor of boulder particles

参数	方块状	锥状	条状	扁平状
R_A	1.791	2.919	3.901	4.132
η	0.90	0.85	0.80	0.80

棱角特征,常采用 clump 或者柔性簇 cluster 来进行模拟。其中,clump 是 PFC 中的基本单元,可以通过命令流直接创建;但 cluster 并不是 PFC 中的基本单元,其一般通过在 geometry 内填充球体颗粒来实现,内部的球体颗粒间通过定义接触进行黏结,因此,cluster 可以产生柔性变形甚至断裂,但是相对复杂的内部接触会使得计算效率大大降低。在 PFC3D 6.00 版本中,新增加的基本单元 rigid block (简称 rblock)也可以模拟复杂外形的颗粒。与 clump 不同的是,一个 rblock 可以被视为一个组元。因此,相对 clump 和 cluster 方法,使用 rblock 会降低接触数量,从而提高计算效率。

由于模型较为复杂,且颗粒数量众多,在动力冲击下部分区域的土体颗粒位移和变形较大,因此使用 rblock 模拟碎石,能够实现有效表征复杂外形特征的同时,大幅提高计算效率。

2.2 边坡模型建立

依托西南地区某换流站的地基工程,模型参考现场边坡具体情况而建立。但本研究旨在分析未采取支护措施时边坡的强夯扰动稳定性,因此数值模型未考虑现场实际使用的土工格栅等加筋材料,仅采用碾压处理。填料为土-石混合填料,主要包含粉质黏土及基岩,在数值模型中分别用 ball 单元和 rblock 单元表示。填料采用的石料最大粒径不超过 300 mm,不均匀系数 $C_u > 10$,曲率系数 $3 > C_c > 1$ 。开挖出的大颗粒填料需要进行二次破碎,最大粒径应小于 300 mm,粒径在 200~300 mm 之间的碎石体积比不超过总量的 30%。通过室内试验所得到的岩土体宏观物理力学参数见表 2 和表 3。

现场采用分层堆填施工,每层铺填厚度约为

表 2 土体宏观物理力学参数

Table 2 Macroscopic physico-mechanical parameters of soil

土体类型	天然含水 量 $\omega/\%$	天然密度 $\rho/$ (g/cm^3)	天然孔 隙比 e	黏聚力 $c/$ kPa	内摩擦角 $\varphi/(^\circ)$
粉质黏土	23.3	1.98	0.70	21.4	13.3

表 3 岩体宏观物理力学参数

Table 3 Macroscopic physico-mechanical parameters of rock mass

岩体类型	颗粒密度 $\rho/$ (g/cm^3)	换算抗压强 度 R_c/MPa	黏聚力 $c/$ MPa	内摩擦角 $\varphi/(^\circ)$
泥岩	2.74	8.41	1.3	36.2
砂岩	2.62	38.3	5.8	41.1

0.5 m,并采用振动碾压机碾压 3 遍。施工步骤为:开挖→装车→卸车堆填→大粒径块石二次破碎→推土机推平→碾压→第 2 层回填→完成一个强夯处理层。选取某一典型段作为计算区域,该段边坡铺填 12 层,边坡高度为 6 m。

如图 5 所示,在建模过程中采用分层生成颗粒的方法模拟分层填筑和分层碾压。首先分层生成两类球形颗粒,分别代表碎石颗粒和土体颗粒,分层厚度 0.5 m。通过 geometry import 导入石颗粒的三维模型,并通过体积等效的方式,将代表石颗粒的球形颗粒替换为石颗粒 rblock。待本层颗粒平衡后再删除本层墙体,以模拟分层碾压。石颗粒的分布属于随机均匀分布,且方向设置为随机。

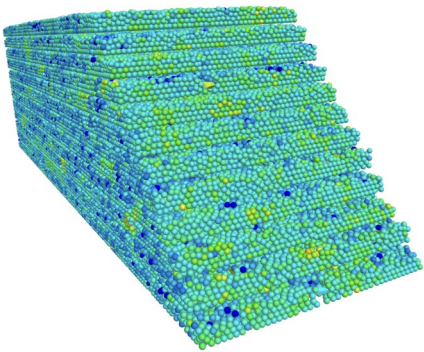


图 5 碎石土边坡离散元数值模型

Fig. 5 Discrete element numerical model of gravel soil slope

通过 clump 命令生成夯锤模型,如图 6 所示。根据现场强夯施工参数设置初始夯锤参数,见表 4。通过对夯锤施加初速度从而提高计算效率,初速度值通过公式 $v = \sqrt{2gh}$ 计算,方向竖向向下。例如,对于落距 8.9 m 的强夯,每次夯击的初始速度为 13.2 m/s²。

最终模型总体尺寸为:坡底长度 24 m,坡顶长

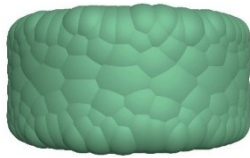


图6 夯锤模型

Fig. 6 Rammer model

度 18 m,边坡宽度为 7 m,边坡总高度为 6 m,坡角约为 45°。模型共生成 267 095 个颗粒。边坡分为强夯区和边坡区,如图 7 所示。

将颗粒接触模型升级为滞回模型,以模拟土体非线性力学行为,通过分组分别定义接触的剪切模量、泊松比、摩擦系数、恢复系数等滞回阻尼模型参数。由于模型体量较大,细观参数取值的微小误差容易对模型造成巨大影响。因此,基本参数的取值

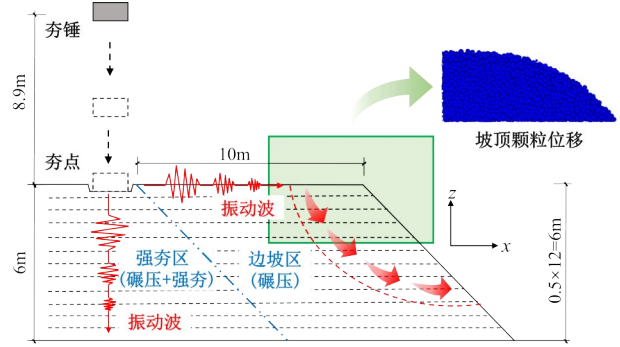


图7 碎石土边坡分层强夯示意图

Fig.7 The schematic diagram of layered dynamic compaction of gravel soil slope

根据现场振动检测数据及夯坑深度进行多次试错标定。最终得到一组模拟效果较好的数值模型参数,见表 4。

表4 碎石土边坡模型参数

Table 4 Parameters of gravel soil slope model

土颗粒数量	土颗粒半径 r_1/m	土颗粒密度 $\rho_1/(\text{kg}/\text{m}^3)$	石颗粒数量	石颗粒等效半径 r_2/m
267 095	0.08~0.12	2 600	766	0.15~0.30
石颗粒密度 $\rho_2/(\text{kg}/\text{m}^3)$	土石体积比	初始孔隙率	剪切模量 G/MPa	泊松比 ν
2 800	6:4	0.40	30	0.3
摩擦系数	夯锤半径 R/m	夯锤高度 h/m	夯锤密度 $\rho_0/(\text{kg}/\text{m}^3)$	夯锤落距 H/m
0.3	1.25	1.20	7800	8.90

2.3 模型可靠性验证

为检验该离散元数值模型在模拟强夯施工时的可靠性,首先分别通过现场试夯报告获取累计夯沉量,通过现场检测获取振动加速度,再将现场数据与数值模拟的计算结果进行对比验证。

现场监测的基本流程如图 8 所示。检测中采用的检测仪器为北京必创科技有限公司的 A302 无线加速度节点和 BS951_T 无线网关,二者共同构建了一套高精度、高可靠性的无线传感网络系统。将获取的初始数据进行 FFT 低通滤波处理,截止频率设置为 40 Hz。

图 9 为 4 000 kN·m 能级下连续 12 次夯击的夯沉量。随夯击次数的增加,土体在夯击过程中逐渐压缩密实,因而初期夯沉量较大,后期变化趋于平稳。数值模拟的累计夯沉量与现场试夯试验数据呈现出类似的变化趋势,但在第 7~9 次的夯沉量偏差较大,经分析,可能是现场人工测量带来的误差。除第 7~9 次夯击外,其余夯次的最大差值均小于 0.09 m,标准差均不超过 0.07 m。另外,工程中多以最后两击的平均夯沉量作为是否夯实的评价指标。数值模拟最后两击的平均夯沉量为 58 mm,而现场试夯的最后两击平均夯沉量为 49 mm,两数值相对误差为 18%,且均小于 100 mm,可认为拟合程

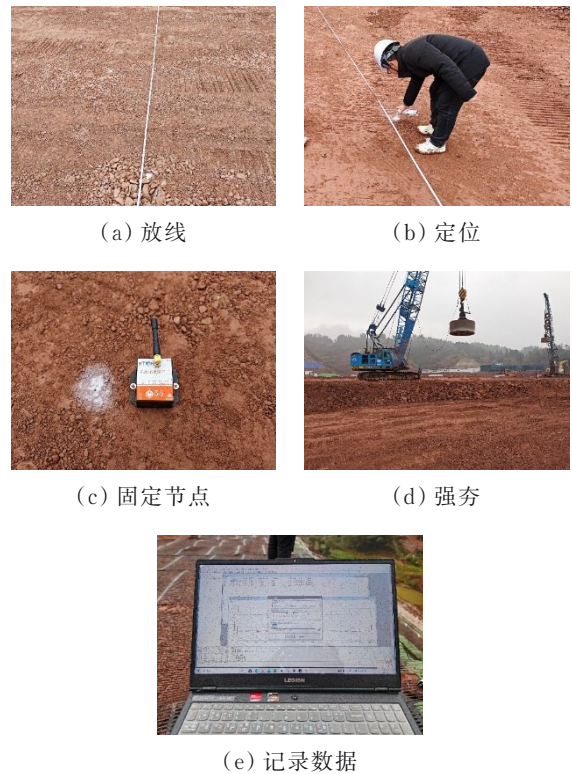


图8 强夯现场检测步骤

Fig. 8 Steps of field test of dynamic compaction

度较好。

图 10 为夯点至检测点距离(以下简称“夯检

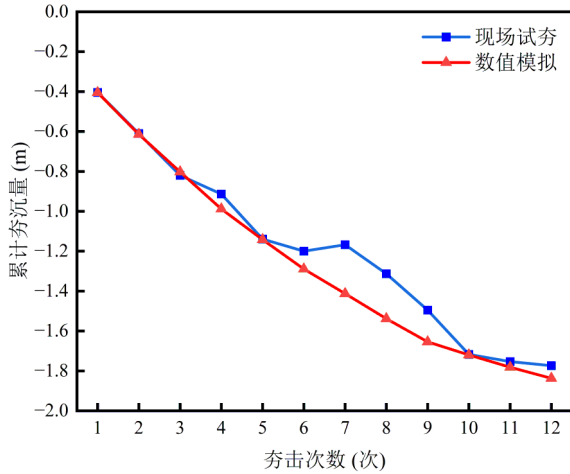


图9 强夯现场试夯与数值模拟的累计夯沉量

Fig. 9 The cumulative settlement of dynamic compaction field test and numerical simulation

距”)为5 m的地面振动竖向加速度时程曲线。从图中曲线来看,数值模拟所得到的振动加速度和实际测得的地面振动加速度振动形态近似。现场数据波动较为明显,且衰减的时间也略长于数值模拟结果,两者相对误差为24%。原因可能是实际现场的岩土体具有非均匀性,振动波在传播过程中遇到不同程度的阻尼和反射、折射,引起振动加速度的长时间波动。从总体上看,数值模拟和现场检测的加速度峰值的波动差值仅为 0.6 m/s^2 左右,相对误差小于11%,在一定程度上验证了数值模拟的可靠性。

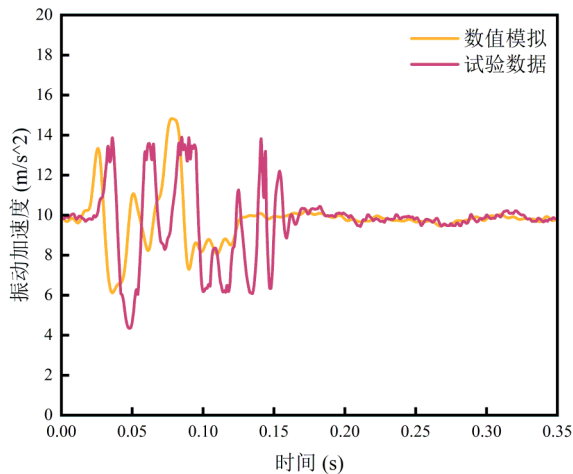


图10 夯检距5 m处振动竖向加速度对比

Fig. 10 Comparison of vertical acceleration of vibration at 5 m of ramming distance

3 强夯区响应特征

3.1 颗粒配位数演化特征

在PFC软件中,配位数被定义为单个颗粒的平均接触点数,直接反映了体系的密实度、稳定性及力传递效率。通过在夯点中心线下分别沿竖向和

横向连续设置等距测量球进行检测,得到不同夯击次数下,不同深度的颗粒配位数变化,如图11所示。其中,夯锤直径为2.5 m,夯锤中心点设置为水平距离坐标的零点。从整体上可观察到,在强夯作用下,配位数在竖向与水平向呈现显著的差异。

图11(a)为强夯前的平均配位数,初始状态下,同一深度层内配位数离散度较低,但随深度增加呈显著递增趋势,深层土体因上覆荷载作用形成更稳定的颗粒接触网络。前期夯击(第1~3击)导致近场区域(—2~2 m水平范围)平均配位数下降,而远场及深层(4.5 m及以下)配位数保持稳定,表明冲击荷载优先破坏浅层原状土结构,引发颗粒解聚与接触断裂,土体颗粒重新排列,传力路径也随之改变。持续夯击(第4~12击)后,近夯锤中心区(水平—1~1 m)配位数率先恢复增长,外围区域呈现滞后响应(相位差约2~3击次),此差异源于冲击波能量梯度衰减及颗粒迁移路径差异。最终状态显示,各深度层配位数均值回归至7.5~8.0区间,但是在水平分布上与原状态有所差异,且对于浅层和中层土体,配位数有微小降低,可能是颗粒分布不均匀所致。具体压实程度需结合孔隙率作进一步判断。

3.2 孔隙率演化特征

孔隙率作为表征土体密实程度的核心参数,直接决定了强夯后地基的承载力、渗透性及抗变形能力。通过测量球获得碎石土地基强夯区的各点的孔隙率,孔隙率测量点位与配位数的点位一致,结果如图12所示。

图12揭示了连续夯击作用下强夯区土体孔隙率的空间演化特征。初始状态下,孔隙率分布于0.26~0.31区间,且随深度增加呈递减趋势。除2 m深度的土层外,其他各层在水平方向上的差异不明显,水平方向上各土层均质性较高。第3次夯击后,浅层土体(2~2.5 m深度)孔隙率整体降幅显著,但水平差异性仍不显著;随着夯击次数的增加,从第6击开始,夯锤作用域内颗粒孔隙率持续降低,但变化速率显著下降。对于中深层土体,3~4 m深度孔隙率小幅降低,但基本保持在0.27~0.28之间,而4 m以下深层土体孔隙率未发生显著变化,稳定于0.26~0.27。

上述现象反映了强夯能量传递与土体响应的深度依赖性特征。浅层土体因直接承受夯锤冲击波作用,颗粒间接触力突破摩擦阈值,促使颗粒滑动重组并挤压填充孔隙,导致孔隙率快速下降;随夯击次数增加,土体密实化引起刚度提升,冲击能量更多通过应力波形式向深层扩散,浅层密实效率随之降低。中深层土体受衰减后的应力波作用,仅

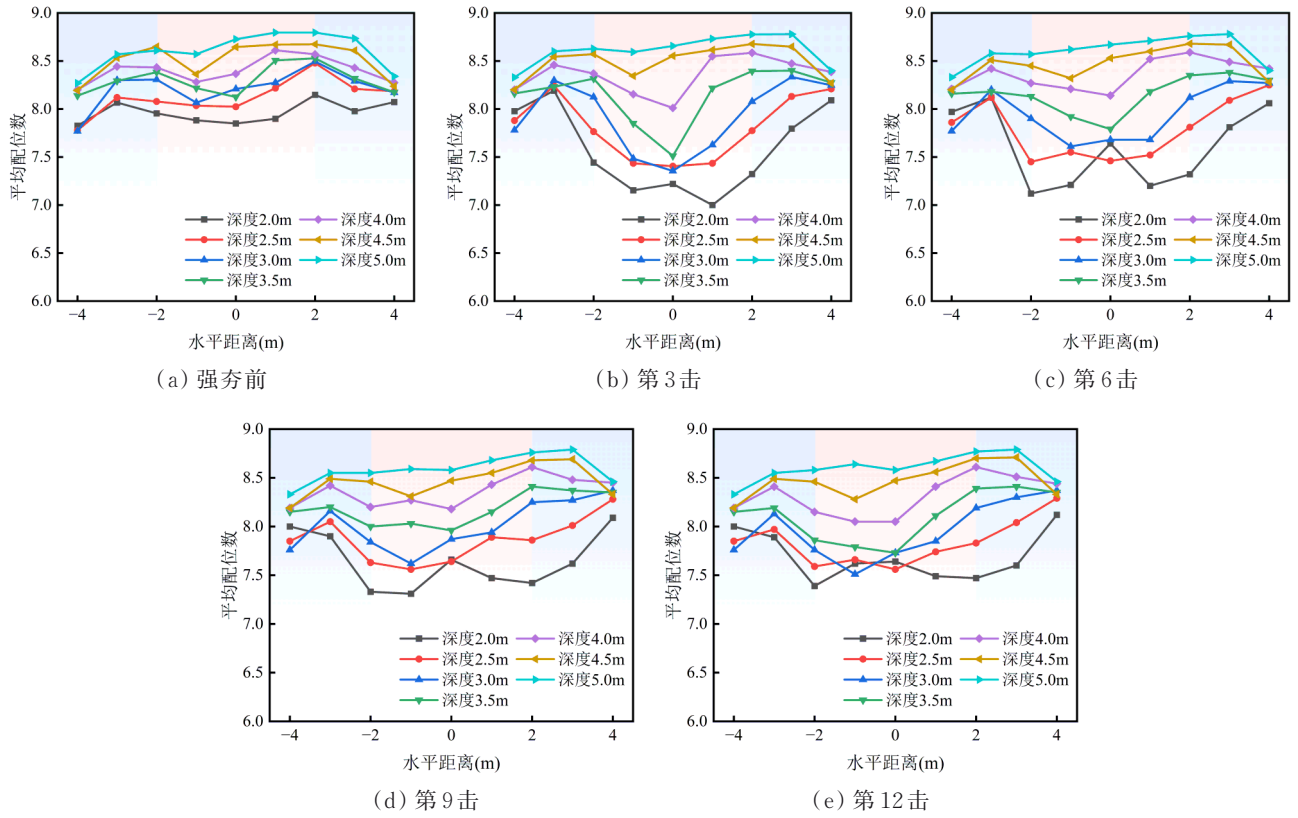


图 11 强夯区颗粒平均配位数强夯演化过程

Fig. 11 Dynamic compaction evolution process of average coordination number of particles in dynamic compaction area

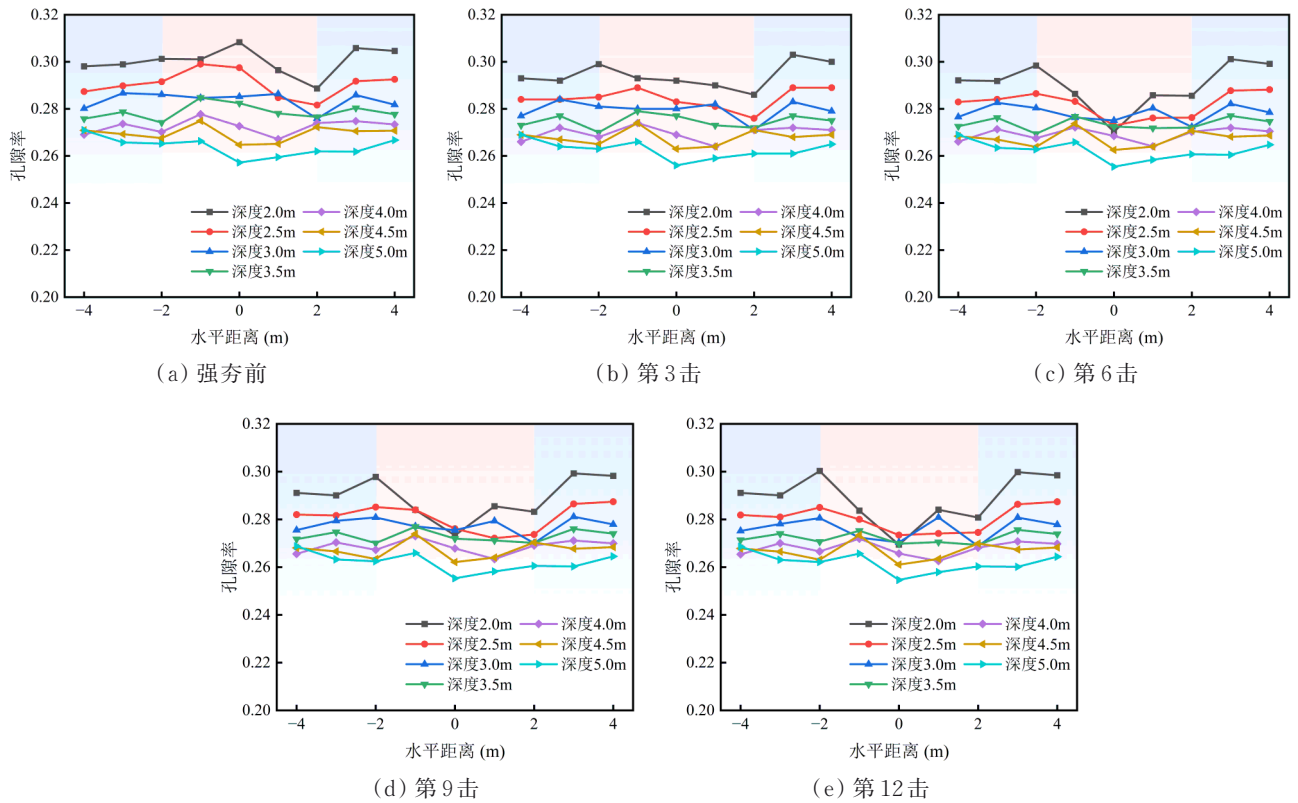


图 12 强夯区孔隙率强夯演化过程

Fig. 12 Evolution process of porosity dynamic compaction in dynamic compaction area

能克服部分颗粒间咬合力实现有限的位移调整,孔隙率降幅趋缓;而深层土体因能量衰减及侧限压力

增加,颗粒难以相对滑动,孔隙率趋于稳定。

通过与配位数的变化规律进行对比,说明PFC

计算中,配位数的实时变化可以作为强夯影响范围的标志,但是不能依据配位数的大小作为衡量密实度的指标。因此,采用孔隙率作为强夯加固效果评价指标。由图 12 孔隙率的演化特征可知,12 次夯击影响最大的是位于夯锤中心垂线且浅层(深度 3.5 m 内)的土体,最终的孔隙率维持在 0.27~0.28 之间。

4 边坡区响应特征

4.1 颗粒位移演化特征

随着夯击的进行,边坡临空面的颗粒不断滑移,在宏观上表现为边坡受振动影响而发生滑坡,坡角和坡面纵向延伸长度(即边坡斜面的水平纵向长度)不断发生变化,如图 13 所示。前 2 次夯击的坡角与纵向长度并无明显变化,而从第 3 次强夯开始,坡角角度值逐渐减小,而坡面长度逐步拉长,到第 11 次夯击后,两者变化值再次趋于零。说明在初始阶段,夯锤的动能主要用于压实夯锤以下的土体,而剩余的能量值较小,传递到边坡时,对边坡影响较小,边坡内部土体结构发生了微小变化。而边坡坡角明显衰减与纵向长度延伸阶段又可以划分为两个阶段:第 3~5 击为迅速变化阶段,第 6~11 击为近似匀速变化段。说明在第 3~5 次夯击时,夯锤的动能引起边坡坡顶颗粒强烈振动,破坏了边坡的原有结构,接触力链断裂重组,边坡整体发生崩塌式的变化;而在第 6~11 次时,主要为边坡上部土体发生结构变化,部分土体沿临空面向下滑动,由于坡率放缓,每次夯击导致的坡角及边坡纵向延伸长度变化值较为均匀;且中下部土体的内部颗粒位移基本不再变化,其结构基本保持稳定。在第 11~12 次时,坡角值远小于初始坡角值,在强夯振动影响下难以再发生滑坡,说明 20°接近当前工况下的安全施工最大坡角阈值,但实际工程中考虑到经济性,放坡时坡角难以达到 20°以下。

由于边坡发生破坏时,坡顶处位移明显,利用

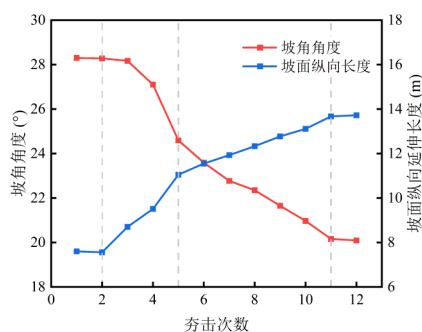


图 13 边坡坡角与纵向延伸长度强夯演化过程

Fig. 13 Evolution of slope angle and longitudinal extension length of slope under dynamic compaction

切片工具截取靠近坡顶位置的颗粒位移云图,研究范围如图 7 所示,颗粒位移云图如图 14 所示。由位移云图可以发现,在连续夯击作用下,坡顶处由最初的凸形弧面变为凹形弧面,而后又变为近乎平面,说明碎石土边坡受强夯振动破坏的过程为:首先坡顶凸弧段受振破坏,周围土体结构发生破坏,产生滑坡,而滑床顶部的土体由于滑体滑移而成为新的临空面,土体的纵向约束降低,因此在振动波的影响下会进一步发生破坏,其滑体滑移直至填平上一步的滑坡产生的凹形弧面;此后由于滑坡坡率放缓,边坡的颗粒虽仍然受振动而滑移,但已无法构成大型滑坡,因此将一直保持近似平面。整体上,破坏呈现“链式反应”特征:前次滑坡形成的凹形临空面成为新的薄弱区,诱发后续渐进式滑移。

4.2 颗粒配位数及孔隙率演化特征

为进一步揭示边坡受振破坏的细观机理,分别监测最终坡顶和初始坡脚的临空面处的配位数和孔隙率。如图 15 所示,颗粒配位数与孔隙率的变化在总体上有较为明显的负相关特征,而坡顶处与坡脚处的配位数或孔隙率也呈现负相关的变化规律。坡顶位置的配位数随夯击次数的增加而逐步降低,而孔隙率总体上呈现增大趋势;坡脚位置的配位数随夯击次数的增加而逐步增大,而孔隙率总体上呈现下降趋势。坡顶配位数和孔隙率在前期较为稳定,从第 5 击开始逐步发生增大或较小,说明前期由于纵向土体颗粒的约束作用,振动波通过这部分土体向周围传递,而自身结构受到的影响微小;而后期由于边坡不断滑移破坏,顶部临空面逐步向内移动,土体纵向约束变小,且临空面土体的振动能量传递路径大幅减少,大部分能量只能通过自身结构的破坏而耗散,因此从第 5 击开始孔隙率持续增大,配位数持续降低。坡脚配位数和孔隙率在前期波动较大,尤其是前 3 击孔隙率增大。这可能是由于坡脚监测点位置初始临空面大,在竖向上方和纵向右侧受到约束小,而边坡又未发生明显滑坡,因此颗粒受振松散化。在第 3 击之后,随着滑坡的发展,底部受上方颗粒堆积而自重应力增大,孔隙率呈降低趋势,配位数呈增大趋势。另外,坡脚处孔隙率比坡顶大,配位数比坡顶小,说明坡脚处颗粒初始状态比较松散,主要由于在平衡阶段的颗粒自然堆积,又因坡脚颗粒受约束较小,因此颗粒松散;而坡顶颗粒在初始时只有竖向上方为临空面,其他方向均有约束,因此初始条件下坡顶颗粒较为紧密。

4.3 能量演化特征

图 15 是单次夯击在 0~0.6 s 内的能量变化。在 PFC3D 软件中,可通过 model history 命令实现能

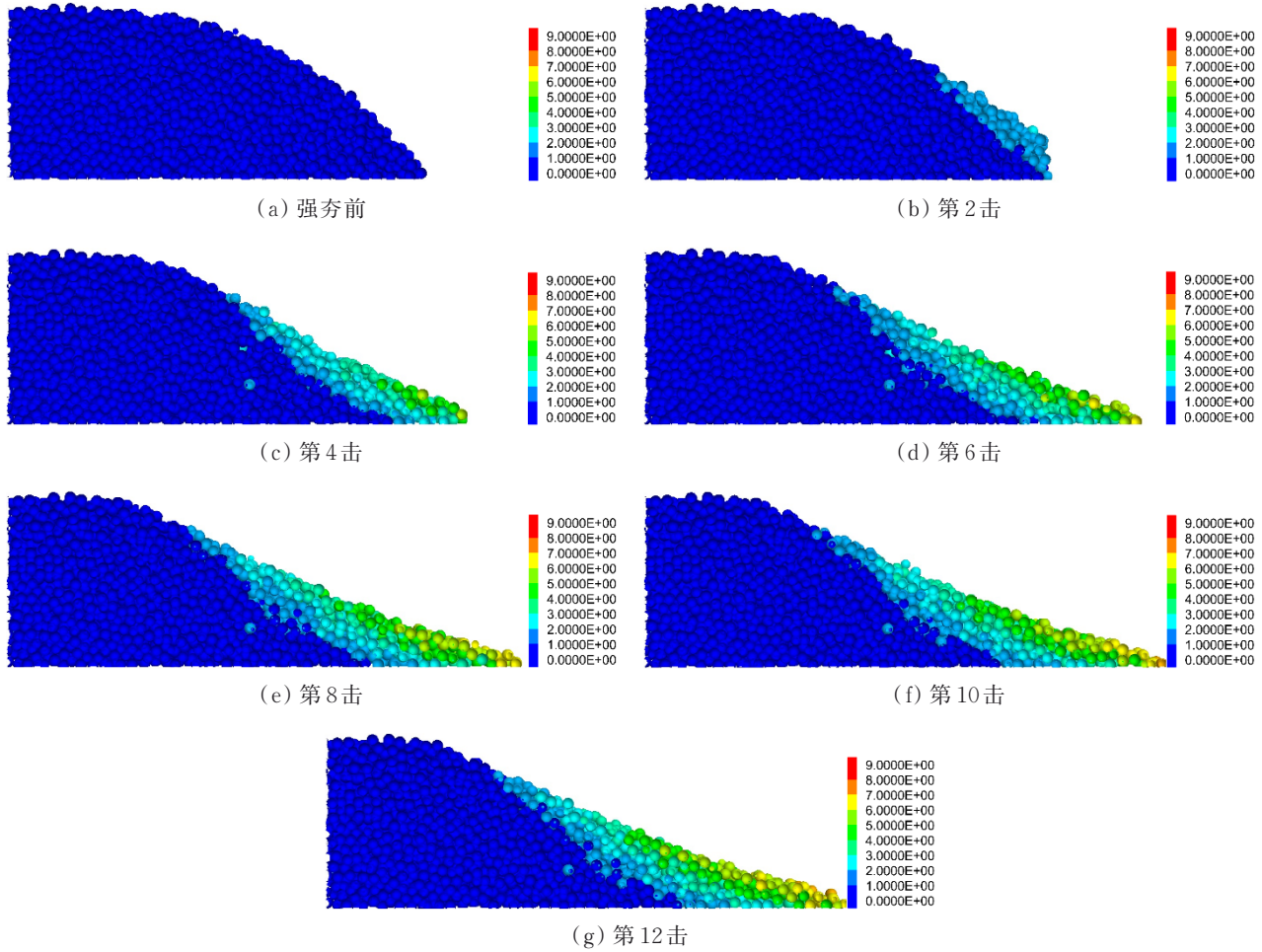


图 14 坡顶颗粒位移云图

Fig. 14 Slope top particle displacement cloud map

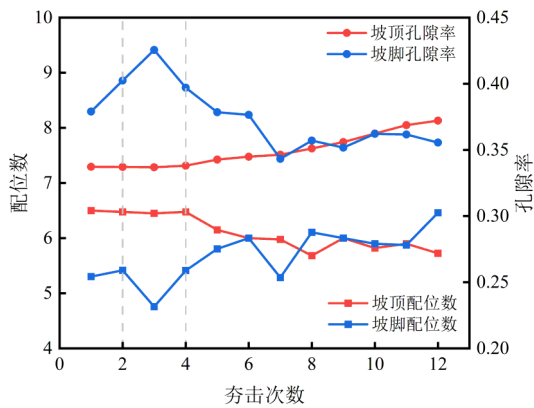


图 15 边坡颗粒配位数及孔隙率强夯演化过程

Fig. 15 Evolution of coordination number and porosity of slope particles under dynamic compaction

量信息的监测记录,最终获得动能(energy-kinetic)、滑移能(energy-slip)、接触阻尼能(energy-dashpot)、应变能(energy-strain)等关键能量指标。

由能量时程曲线可以看出,强夯能量的转化几乎是瞬时完成。从夯锤接触土体后的 0.1 s 内,强夯的能量已基本完成转化,且整个过程中各项能量的变化规律有明显不同。其中,动能迅速衰减,在 0.1

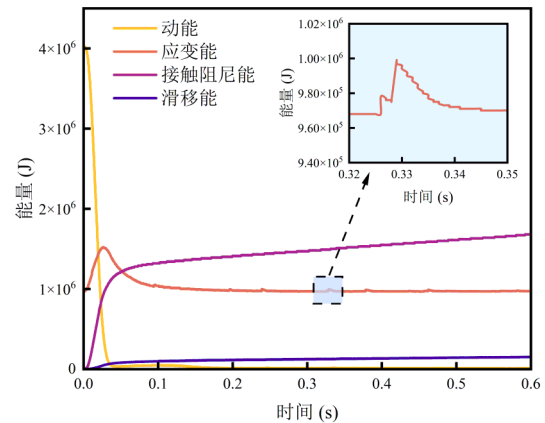


图 16 强夯能量时程演化特征

Fig. 16 Time-history evolution characteristics of dynamic compaction energy

s 附近出现一段回弹波动;应变能先增加后降低,最终维持在初始值附近;接触阻尼能迅速增大,而后增速大幅降低,曲线继而变为缓慢上升;滑移能的变化规律与接触阻尼能类似,但因其数值远低于接触阻尼能,在体系中变化不明显。

动能的初始值为 4.02×10^6 J,而通过公式 $E = mv^2/2$ 计算得到的夯锤动能为 4.00×10^6 J,两者差

值不大,说明模型的动能基本来自夯锤;0.2 s 之后体系的动能趋于 0,说明此刻夯锤基本处于静止,夯击过程基本完成。在 0~0.025 s,随着夯锤的瞬时冲击,土体受挤压产生瞬时变形,此时小部分颗粒迅速滑移挤密,填充孔隙,另外大部分颗粒在有限时间内难以完成滑动,颗粒挤压产生应变,在 PFC 中表现为颗粒与颗粒之间的重叠量增加,夯锤下部土体局部应力集中,体系应变能迅速增大;0.025 s 之后,重叠量较大的颗粒受到较大接触力的作用,有相互弹开的趋势,但运动空间受限,因此在挤密的颗粒中进一步滑移,此时应变能大部分由于阻尼作用而耗散,小部分以颗粒动能或者应变能的形式相互传递至更远处的土颗粒。最终的应变能恢复至 $9.69 \times 10^5 \text{ J}$,略大于初始值 $9.66 \times 10^5 \text{ J}$,说明土体可能在夯点附近发生了较为持久的应变,但相对于整个体系的应变,该变化量微小。而接触阻尼能和滑移能的激增主要产生于 0.1 s 内,且滑移能开始增加的时间略有滞后,进一步验证了上述分析,即颗粒受瞬时冲击时,先挤压后滑移;0.1 s 之后两者的缓慢增加段,以及应变能的微小波动(图中虚线框),说明能量在传递过程中,仍有部分颗粒发生变形及滑移,可能是边坡段颗粒的重新排布甚至破坏所导致。

综合边坡区的数值模拟结果发现,强夯施工会引发无加筋碎石土边坡的渐进式结构破坏。模拟结果表明,第 3~5 次夯击时夯锤动能突破临界阈值,导致边坡接触力链断裂重组,触发突然破坏(图 14(b)~(d))。随着夯击次数增加,坡角从初始稳定值持续衰减,坡面纵向延伸长度显著增加,形成次生凹弧形临空面并引发渐进式滑移(图 14(e)~(g))。该劣化过程使边坡抗滑力矩降低、滑移路径延长,最终进入临界稳定状态,残余坡角稳定至约 20° ,趋近安全阈值,表明强夯振动已彻底破坏边坡原有稳定结构。综上,碎石土边坡在强夯作用下呈现渐进式破坏特征,其稳定性无法满足工程要求,主要原因是边坡处土体约束小,受振易发生接触断裂、颗粒重新排布。

5 结论

基于离散元方法(DEM),利用 PFC3D 软件,构建了考虑颗粒破碎效应的碎石土边坡强夯动力响应数值模型,通过三维扫描技术重构不规则块石几何形态,结合滞回阻尼模型与改进的颗粒破碎准则,系统分析了强夯扰动下碎石土地基加固效果和碎石土边坡的破坏模式及能量演化特征。得到以下主要结论:

1)揭示了强夯加固的配位数和孔隙率演化特征,并对比分析了衡量加固效果的细观指标。分析表明,强夯区颗粒配位数在竖向与水平向呈显著差异,孔隙率随深度增加呈递减趋势,浅层土体孔隙率降幅显著。配位数可作为衡量强夯影响范围的指标,而孔隙率可作为强夯加固效果指标。

2)强夯振动致边坡破坏存在极限状态,且破坏模式呈渐进式破坏。强夯扰动下的边坡到达极限状态前的坡角与纵向长度无明显变化,到达临界极限状态后边坡迅速破坏。强夯振动引发边坡渐进式滑移破坏,坡角由初始 45° 衰减至 20° ,边坡临空面位移场形态呈现“凸-凹-平”三阶段演化。

3)从配位数与孔隙率角度揭示了强夯扰动下碎石土边坡破坏的细观机理。结果表明坡顶配位数随夯击次数增加而降低,孔隙率增大,颗粒受振而逐渐松散;坡脚配位数增大,孔隙率降低,随着边坡滑移覆盖而逐步挤密。强夯扰动下碎石土边坡稳定性不足,主要由于边坡处土体约束小,受振易发生颗粒重新排布。

4)强夯能量在 0.1 s 内完成瞬时转化,颗粒受冲击时呈现明显两阶段行为:初始瞬间动能骤降伴随应变能、接触阻尼能激增(颗粒挤压重叠),随后应变能降低,接触阻尼能和滑移能增速开始逐步放缓(颗粒弹开滑动),且滑移能的变化滞后于接触阻尼能,说明强夯冲击瞬间,土体变形在细观上呈现“先挤压后滑移”的演化机制。

参考文献

- [1] 董炳寅,水伟厚,秦劭杰.中国强夯 40 年之技术创新[J].地基处理,2022,4(1):1-16.
DONG B Y, SHUI W H, QIN S J. Technological innovation of dynamic compaction in China for forty years [J]. Journal of Ground Improvement, 2022, 4(1): 1-16. (in Chinese)
- [2] 刘文俊,李岳,蔡靖,等.基于强夯应力波传播模型的夯击参数研究[J].岩土力学,2023,44(增刊1):427-435.
LIU W J, LI Y, CAI J, et al. Selection of tamping parameters based on propagation model of dynamic compaction-induced stress wave [J]. Rock and Soil Mechanics, 2023, 44(Sup 1): 427-435. (in Chinese)
- [3] 爆破安全规程:GB 6722—2014[S].北京:中国标准出版社,2015.
Safety regulations for blasting: GB 6722—2014 [S]. Beijing: Standards Press of China, 2015. (in Chinese)
- [4] 刘汉龙,高有斌,曹建建,等.强夯作用下接触应力与土体竖向位移计算[J].岩土工程学报,2009,31(10):1493-1497.
LIU H L, GAO Y B, CAO J J, et al. Calculation of

- contact stress and soil vertical displacement under dynamic compaction [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, 31(10): 1493-1497. (in Chinese)
- [5] 钱家欢, 殷宗泽. 土工原理与计算[M]. 2版. 北京: 中国水利水电出版社, 1996.
- QIAN J H, YIN Z Z. Geotechnical principle and calculation [M]. 2nd ed. Beijing: China Water & Power Press, 1996. (in Chinese)
- [6] 徐剑佩, 谭勇锋, 陶耀东, 等. 强夯作用下边坡动力响应模型试验和数值模拟[J]. 科学技术与工程, 2023, 23(33): 14314-14321.
- XU J P, TAN Y F, TAO Y D, et al. Laboratory test and numerical simulation on the dynamic response of slopes under dynamic compaction [J]. Science Technology and Engineering, 2023, 23(33): 14314-14321. (in Chinese)
- [7] POURJENABI M, HAMIDI A. Numerical modeling of dynamic compaction considering critical distance from adjacent structures [C]//Advances in Soil Dynamics and Foundation Engineering. Shanghai, China. American Society of Civil Engineers, 2014: 97-106.
- [8] 吴丙权, 倪万魁, 拓文鑫, 等. 强夯动荷载作用方向对黄土边坡稳定性的影响分析[J]. 振动与冲击, 2024, 43(1): 283-289.
- WU B Q, NI W K, TUO W X, et al. Effects of dynamic load direction of strong tamping on stability of loess slope [J]. Journal of Vibration and Shock, 2024, 43(1): 283-289. (in Chinese)
- [9] 仇志龙, 吴嘉栋, 万鹏, 等. 土石比高填方碎石土地基强夯加固影响试验研究[J]. 地下空间与工程学报, 2025, 21(1): 123-130.
- QIU Z L, WU J D, WAN P, et al. Experimental study on the influence of soil-rock ratio on the dynamic compaction reinforcement effect of high fill gravel soil subgrade [J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2025, 21(1): 123-130. (in Chinese)
- [10] 王程, 郑凌透, 罗嗣海, 等. 砂土地基强夯室内模型试验及加固特性分析[J]. 科学技术与工程, 2020, 20(18): 7394-7400.
- WANG Z, ZHENG L W, LUO S H, et al. Laboratory model test and reinforcement characteristics analysis on dynamic compaction of sand foundation [J]. Science Technology and Engineering, 2020, 20(18): 7394-7400. (in Chinese)
- [11] 吴丙权, 倪万魁, 师百垒, 等. 强夯振动作用下黄土边坡放大效应机理分析[J]. 振动与冲击, 2025, 44(12): 308-316.
- WU B Q, NI W K, SHI B L, et al. Mechanism analysis of amplification effect of loess slope under dynamic compaction vibration [J]. Journal of Vibration and Shock, 2025, 44(12): 308-316. (in Chinese)
- [12] 朱建民, 董宝志, 于永堂, 等. 杂填土斜坡场地强夯振动传播规律与影响参数分析[J/OL]. 土木与环境工程学报(中英文), 2025: 1-11. (2025-02-25). <https://kns.cnki.net/KCMS/detail/detail.aspx?filename=JIAN20250225001&dbname=CJFD&dbcode=CJFQ>.
- ZHU J M, DONG B Z, YU Y T, et al. Analysis of vibration propagation and influencing parameters in dynamic compaction of miscellaneous fill slope [J/OL]. Journal of Civil and Environmental Engineering, 2025: 1-11. (2025-02-25). <https://kns.cnki.net/KCMS/detail/detail.aspx?filename=JIAN20250225001&dbname=CJFD&dbcode=CJFQ>. (in Chinese)
- [13] 程旭日, 童晨曦, 王小桃, 等. 强夯砂土地基振动衰减规律及减振沟参数的影响[J/OL]. 土木与环境工程学报(中英文), 2024: 1-8. (2024-02-20). <https://kns.cnki.net/KCMS/detail/detail.aspx?filename=JIAN20240209002&dbname=CJFD&dbcode=CJFQ>.
- CHENG X R, TONG C X, WANG X T, et al. Vibration attenuation law of dynamic compaction and the effect of damping ditch parameters in a sandy foundation [J/OL]. Journal of Civil and Environmental Engineering, 2024: 1-8. (2024-02-20). <https://kns.cnki.net/KCMS/detail/detail.aspx?filename=JIAN20240209002&dbname=CJFD&dbcode=CJFQ>. (in Chinese)
- [14] 徐西永, 王恩国, 李晓楠, 等. 机场地基处理的施工振动传播及衰减特性分析[J]. 岩土工程技术, 2025, 39(3): 403-408.
- XU X Y, WANG E G, LI X N, et al. Dissemination and attenuation characteristics of construction vibration in airport foundation treatment [J]. Geotechnical Engineering Technique, 2025, 39(3): 403-408. (in Chinese)
- [15] MCDOWELL G R, AMON A. The application of weibull statistics to the fracture of soil particles [J]. Soils and Foundations, 2000, 40(5): 133-141.
- [16] MCDOWELL G R. On the yielding and plastic compression of sand [J]. Soils and Foundations, 2002, 42(1): 139-145.
- [17] 孟敏强, 王磊, 蒋翔, 等. 基于尺寸效应的粗粒土单颗粒破碎试验及数值模拟[J]. 岩土力学, 2020, 41(9): 2953-2962.
- MENG M Q, WANG L, JIANG X, et al. Single-particle crushing test and numerical simulation of coarse grained soil based on size effect [J]. Rock and Soil Mechanics, 2020, 41(9): 2953-2962. (in Chinese)
- [18] MENG M Q, SUN Z C, WANG C G, et al. Size effect on mudstone strength during the freezing-thawing cycle [J]. Environmental Geotechnics, 2023, 10(6): 353-368.
- [19] XIAO Y, MENG M Q, DAOUADJI A, et al. Effects of particle size on crushing and deformation behaviors of rockfill materials [J]. Geoscience Frontiers, 2020, 11(2): 375-388.

- [20] NAKATA A F L, HYDE M, HYODO H, et al. A probabilistic approach to sand particle crushing in the triaxial test [J]. *Géotechnique*, 1999, 49(5): 567-583.
- [21] AFSHAR T, DISFANI M M, ARULRAJAH A, et al. Impact of particle shape on breakage of recycled construction and demolition aggregates [J]. *Powder Technology*, 2017, 308: 1-12.
- [22] MA L J, LI Z, WANG M Y, et al. Effects of size and loading rate on the mechanical properties of single coral particles [J]. *Powder Technology*, 2019, 342: 961-971.
- [23] 胡沈江, 郭宁, 杨仲轩, 等. 堆石料颗粒破碎强度的尺寸和形状效应隐式离散元研究[J]. *岩土工程学报*, 2023, 45(2): 433-440.
- HU S J, GUO N, YANG Z X, et al. Implicit DEM analyses of size and shape effects on crushing strength of rockfill particles [J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2023, 45(2): 433-440. (in Chinese)
- [24] MCDOWELL G R, DE BONO J P. On the micro mechanics of one-dimensional normal compression [J]. *Géotechnique*, 2013, 63(11): 895-908.
- [25] DE BONO J P, MCDOWELL G R, WANATOWSKI D. DEM of triaxial tests on crushable cemented sand [J]. *Granular Matter*, 2014, 16(4): 563-572.
- [26] BOWMAN E T, SOGA K, DRUMMOND W. Particle shape characterisation using Fourier descriptor analysis [J]. *Géotechnique*, 2001, 51(6): 545-554.
- [27] 杨慧. 强夯作用下粗粒土密实响应规律数值分析[D]. 长沙: 长沙理工大学, 2022.
- YANG H. Numerical analysis of coarse-grained soil compaction response under dynamic compaction [D]. Changsha: Changsha University of Science & Technology, 2022. (in Chinese)
- [28] CIANTIA M O, ARROYO M, CALVETTI F, et al. A numerical investigation of the incremental behavior of crushable granular soils [J]. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 2016, 40(13): 1773-1798.
- [29] CIANTIA M O, ARROYO M, O'SULLIVAN C, et al. Grading evolution and critical state in a discrete numerical model of Fontainebleau sand [J]. *Géotechnique*, 2019, 69(1): 1-15.
- [30] EINAV I. Breakage mechanics: part I: Theory [J]. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 2007, 55(6): 1274-1297.
- [31] MENG M Q, XIAO Y, DUAN X Y, et al. Crushing strength of artificial single-particle considering the effect of particle morphology [J]. *Acta Geotechnica*, 2022, 17(9): 3909-3926.
- (编辑 XXX)